



高等学校土木工程专业系列规划教材

Advanced Steel Structure

高等钢结构

· 研究生课程 ·

主编 夏军武 常鸿飞 郭震



WUHAN UNIVERSITY PRESS

武汉大学出版社

高等学校土木工程专业系列规划教材

高等钢结构

主编 夏军武 常鸿飞 郭震



WUHAN UNIVERSITY PRESS

武汉大学出版社

图书在版编目(CIP)数据

高等钢结构/夏军武,常鸿飞,郭震主编. —武汉:武汉大学出版社,2019.5
高等学校土木工程专业系列规划教材
ISBN 978-7-307-20701-1

I.高… II.①夏… ②常… ③郭… III.钢结构—高等学校—教材
IV.TU391

中国版本图书馆CIP数据核字(2019)第022448号

责任编辑:方竞男 责任校对:李嘉琪 装帧设计:吴 极

出版发行:武汉大学出版社 (430072 武昌 珞珈山)
(电子邮箱:whu_publish@163.com 网址:www.stmpress.cn)

印刷:北京虎彩文化传播有限公司

开本:880×1230 1/16 印张:11 字数:354千字

版次:2019年5月第1版 2019年5月第1次印刷

ISBN 978-7-307-20701-1 定价:55.00元

版权所有,不得翻印;凡购买我社的图书,如有质量问题,请与当地图书销售部门联系调换。

高等学校土木工程专业系列规划教材

学术委员会名单

(按姓氏笔画排名)

主任委员:周创兵

副主任委员:方志 叶列平 何若全 沙爱民 范峰 周铁军 魏庆朝

委员:王辉 叶燎原 朱大勇 朱宏平 刘泉声 孙伟民 易思蓉
周云 赵宪忠 赵艳林 姜忻良 彭立敏 程桦 靖洪文

编审委员会名单

(按姓氏笔画排名)

主任委员:李国强

副主任委员:白国良 刘伯权 李正良 余志武 邹超英 徐礼华 高波

委员:丁克伟 丁建国 马昆林 王成 王湛 王媛 王薇

王广俊 王天稳 王曰国 王月明 王文顺 王代玉 王汝恒

王孟钧 王起才 王晓光 王清标 王震宇 牛荻涛 方俊

龙广成 申爱国 付钢 付厚利 白晓红 冯鹏 曲成平

吕平 朱彦鹏 任伟新 华建民 刘小明 刘庆潭 刘素梅

刘新荣 刘殿忠 闫小青 祁皓 许伟 许程洁 许婷华

阮波 杜咏 李波 李斌 李东平 李远富 李炎锋

李耀庄 杨杨 杨志勇 杨淑娟 吴昊 吴明 吴轶

吴涛 何亚伯 何旭辉 余锋 冷伍明 汪梦甫 宋固全

张红 张纯 张飞涟 张向京 张运良 张学富 张晋元

张望喜 陈辉华 邵永松 岳健广 周天华 郑史雄 郑俊杰

胡世阳 侯建国 姜清辉 娄平 袁广林 桂国庆 贾连光

夏元友 夏军武 钱晓倩 高飞 高玮 郭东军 唐柏鉴

黄华 黄声享 曹平周 康明 阎奇武 董军 蒋刚

韩峰 韩庆华 舒兴平 童小东 童华炜 曾珂 雷宏刚

廖莎 廖海黎 蒲小琼 黎冰 戴公连 戴国亮 魏丽敏

出版技术支持

(按姓氏笔画排名)

项目团队:王睿 白立华 曲生伟 蔡巍

特别提示

教学实践表明,有效地利用数字化教学资源,对于学生学习能力以及问题意识的培养乃至怀疑精神的塑造具有重要意义。

通过对数字化教学资源的选取与利用,学生的学习从以教师主讲的单向指导模式转变为建设性、发现性的学习,从被动学习转变为主动学习,由教师传播知识到学生自己重新创造知识。这无疑是锻炼和提高学生的信息素养的大好机会,也是检验其学习能力、学习收获的最佳方式和途径之一。

本系列教材在相关编写人员的配合下,逐步配备基本数字教学资源,主要包括:

文本:课程重难点、思考题与习题参考答案、知识拓展等。

图片:课程教学外观图、原理图、设计图等。

视频:课程讲述对象展示视频、模拟动画,课程实验视频,工程实例视频等。

音频:课程讲述对象解说音频、录音材料等。

数字资源获取方法:

- ① 打开微信,点击“扫一扫”。
- ② 将扫描框对准书中所附的二维码。
- ③ 扫描完毕,即可查看文件。

更多数字教学资源共享、图书购买及读者互动敬请关注“开动传媒”微信公众号!



丛书序

土木工程涉及国家的基础设施建设,投入大,带动的行业多。改革开放后,我国国民经济持续稳定增长,其中土建行业的贡献率达到1/3。随着城市化的发展,这一趋势还将继续呈现增长势头。土木工程行业的发展,极大地推动了土木工程专业教育的发展。目前,我国有500余所大学开设土木工程专业,在校生达40余万人。

2010年6月,中国工程院和教育部牵头,联合有关部门和行业协(学)会,启动实施“卓越工程师教育培养计划”,以促进我国高等工程教育的改革。其中,“高等学校土木工程专业卓越工程师教育培养计划”由住房和城乡建设部与教育部组织实施。

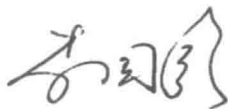
2011年9月,住房和城乡建设部人事司和高等学校土建学科教学指导委员会颁布《高等学校土木工程专业本科指导性专业规范》,对土木工程专业的学科基础、培养目标、培养规格、教学内容、课程体系及教学基本条件等提出了指导性要求。

在上述背景下,为满足国家建设对土木工程卓越人才的迫切需求,有效推动各高校土木工程专业卓越工程师教育培养计划的实施,促进高等学校土木工程专业教育改革,2013年住房和城乡建设部高等学校土木工程专业指导委员会启动了“高等教育教学改革土木工程专业卓越计划专项”,支持并资助有关高校结合当前土木工程专业高等教育的实际,围绕卓越人才培养目标及模式、实践教学环节、校企合作、课程建设、教学资源建设、师资培养等专业建设中的重点、亟待解决的问题开展研究,以对土木工程专业教育起到引导和示范作用。

为配合土木工程专业实施卓越工程师教育培养计划的教学改革及教学资源建设,由武汉大学发起,联合国内部分土木工程教育专家和企业工程专家,启动了“高等学校土木工程专业系列规划教材”建设项目。该系列教材贯彻落实《高等学校土木工程本科指导性专业规范》《卓越工程师教育培养计划通用标准》和《土木工程卓越工程师教育培养计划专业标准》,力图以工程实际为背景,以工程技术为主线,着力提升学生的工程素养,培养学生的工程实践能力和工程创新能力。该系列教材的编写人员,大多主持或参加了住房和城乡建设部高等学校土木工程学科专业指导委员会的“土木工程专业卓越计划专项”教改项目,因此该系列教材也是“土木工程专业卓越计划专项”的教改成果。

土木工程专业卓越工程师教育培养计划的实施,需要校企合作,期望土木工程专业教育专家与工程专家一道,共同为土木工程专业卓越工程师的培养作出贡献!

是为序。



2014年3月于同济大学四平路校区

前 言

随着社会经济的发展,钢结构的工程应用越来越多,钢结构的形势趋于多样化,其稳定问题也越来越突出。实际工程中因失稳造成的钢结构安全事故也时有发生,其主要原因归结于设计者和施工人员对稳定问题缺乏足够的认识。

稳定问题是钢结构最重要的问题之一,其分为构件的稳定、板件的稳定和结构的整体稳定三个层次。这三个层次的稳定问题相互影响,使稳定问题具有多样性、整体性和相关性的特点,因而非常复杂。因此,本书侧重于对稳定问题基本概念的阐述,辅以一定数量的例题和习题,并结合我国《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)的规定,力图通过钢结构稳定分析,使读者清楚地认识到各种性质的稳定问题。

本书共分为7章:第1章和第2章主要介绍钢结构稳定的基本概念和基本分析方法,以期读者对稳定问题的性质有一个大致的了解;第2~5章主要介绍轴心受压构件、受弯构件和压弯构件的稳定问题,主要解决构件的整体稳定问题;第6章主要介绍板的局部稳定问题;第7章主要介绍框架平面内的弯曲失稳问题,结合简单的框架结构形式阐述结构的稳定问题及解决方法。本书内容深入浅出,每一章都从简单的问题开始,而后逐步深入,从理想情况过渡到有缺陷情况,从弹性情况过渡到弹塑性情况,从而使初学者容易理解和接受。另外,鉴于目前有限元计算软件的发展,很多稳定问题都可以通过有限元分析解决,因此本书没有介绍稳定分析的数值积分法。

本书由夏军武、常鸿飞、郭震担任主编。具体编写分工为:夏军武(第1章,第2章)、常鸿飞(第3~5章)、郭震(第6章,第7章)。

由于编者水平所限,书中不足之处在所难免,希望读者提出宝贵的意见和建议。

编 者

2019年1月

目 录

1 绪论	(1)	2.8.3 结构刚度矩阵和受压构件屈曲 条件	(33)
1.1 钢结构的失稳现象	(2)	知识归纳	(36)
1.1.1 钢结构的失稳破坏	(2)	独立思考	(36)
1.1.2 钢结构稳定问题的特点	(2)	参考文献	(36)
1.2 钢结构稳定问题的分类	(3)	3 轴心受压构件的稳定	(37)
1.2.1 平衡分岔失稳	(3)	3.1 轴心受压构件的失稳现象	(38)
1.2.2 极值点失稳	(5)	3.2 轴心受压构件的弯曲失稳	(39)
1.2.3 跃越失稳	(6)	3.2.1 两端铰接理想轴心受压构件的弹性 弯曲失稳	(39)
1.3 钢材的性能	(7)	3.2.2 两端铰接理想轴心受压构件的非弹性 弯曲失稳	(41)
1.3.1 钢材的拉伸性能	(7)	3.2.3 构件初始缺陷的影响	(45)
1.3.2 钢构件截面的残余应力分布	(11)	3.2.4 边界条件的影响	(49)
知识归纳	(12)	3.2.5 轴心受压构件弯曲失稳理论在钢结构 设计中的应用	(51)
独立思考	(12)	3.3 开口薄壁构件的弯曲和扭转	(56)
参考文献	(12)	3.3.1 薄壁构件与扇性坐标	(56)
2 稳定计算的近似分析法	(13)	3.3.2 扭转的类型	(60)
2.1 概述	(14)	3.4 轴心受压构件的扭转失稳	(63)
2.2 能量守恒原理	(15)	3.4.1 轴心受压构件的弹性扭转 失稳	(63)
2.3 势能驻值原理和最小势能原理	(17)	3.4.2 轴心受压构件的弹塑性扭转 失稳	(67)
2.3.1 势能驻值原理	(17)	3.4.3 轴心受压构件扭转失稳理论在钢结构 设计中的运用	(68)
2.3.2 最小势能原理	(19)	3.5 轴心受压构件的弯扭失稳	(68)
2.4 瑞利-里兹法	(21)	3.5.1 轴心受压构件的弹性弯扭失稳	(68)
2.5 迦辽金法	(22)	3.5.2 轴心受压构件的弹塑性弯扭 失稳	(72)
2.6 有限差分法	(25)	3.5.3 轴心受压构件弯扭失稳理论在钢结构 设计中的应用	(73)
2.6.1 任意点函数的差分式	(25)	知识归纳	(74)
2.6.2 边界点的差分式	(25)	独立思考	(74)
2.6.3 提高屈曲荷载精确度的外推法	(26)	参考文献	(75)
2.7 有限积分法	(27)		
2.7.1 函数 $y(x)$ 及其导数的数值积分表 达式	(27)		
2.7.2 插值函数和积分算子 $[N]$ 的 形成	(28)		
2.8 有限单元法	(31)		
2.8.1 受弯构件的单元刚度矩阵	(31)		
2.8.2 压弯构件的单元刚度矩阵	(32)		

4 受弯构件的稳定	(76)	6.2 板的小挠度理论弹性屈曲	(125)
4.1 受弯构件的截面形式和失稳现象	(77)	6.2.1 小挠度理论板的平衡方程	(126)
4.1.1 受弯构件的截面形式	(77)	6.2.2 平衡法求解单向均匀受压四边简支板的弹性屈曲荷载	(128)
4.1.2 受弯构件的失稳现象	(77)	6.2.3 能量法求解板的弹性屈曲荷载	(129)
4.2 受弯构件的弹性扭转失稳	(78)	6.2.4 不同条件下板的弹性屈曲荷载	(131)
4.2.1 纯弯构件的弹性弯扭失稳	(78)	6.3 板的大挠度理论弹性屈曲	(135)
4.2.2 不等端弯矩作用受弯构件的弹性弯扭失稳	(83)	6.3.1 大挠度理论板的平衡方程	(135)
4.2.3 横向荷载作用受弯构件的弹性弯扭失稳	(84)	6.3.2 单向均匀受压简支板的屈曲后强度	(138)
4.2.4 受弯构件的等效弯矩系数	(87)	6.4 板的弹塑性屈曲	(140)
4.3 受弯构件的非弹性弯扭失稳	(89)	6.5 板失稳理论在钢结构设计中的应用	(141)
4.4 受弯构件弯扭失稳理论在钢结构设计中的应用	(89)	6.5.1 轴心受压构件的板件局部稳定计算	(141)
知识归纳	(93)	6.5.2 梁的局部稳定和腹板加劲肋计算	(142)
独立思考	(93)	6.5.3 压弯构件的板件局部稳定计算	(146)
参考文献	(93)	知识归纳	(147)
5 压弯构件的稳定	(94)	独立思考	(148)
5.1 压弯构件的失稳现象	(95)	参考文献	(148)
5.2 压弯构件平面内失稳	(96)	7 框架平面内的稳定	(150)
5.2.1 横向荷载作用下弹性压弯构件的变形和内力	(96)	7.1 框架平面内的失稳现象	(151)
5.2.2 端弯矩作用下弹性压弯构件的变形和内力	(101)	7.1.1 无侧移框架	(151)
5.2.3 压弯构件的等效弯矩和等效弯矩系数	(102)	7.1.2 有侧移框架	(151)
5.2.4 压弯构件平面内弹塑性弯曲失稳	(105)	7.2 框架的弹性失稳	(152)
5.2.5 压弯构件弯矩作用平面内的稳定理论在设计中的应用	(110)	7.2.1 平衡法求解框架的临界荷载	(152)
5.3 压弯构件平面外失稳	(112)	7.2.2 位移法求解框架的临界荷载	(155)
5.3.1 压弯构件的弹性弯扭失稳	(112)	7.2.3 近似法求解多层多跨框架的临界荷载	(157)
5.3.2 压弯构件的弹塑性弯扭失稳	(118)	7.2.4 主弯矩对框架稳定的影响	(162)
5.3.3 压弯构件弯矩作用平面外的稳定理论在设计中的应用	(121)	7.3 框架的非弹性失稳	(165)
知识归纳	(122)	7.4 框架平面内的弯曲失稳理论在设计中的应用	(166)
独立思考	(122)	知识归纳	(166)
参考文献	(122)	独立思考	(166)
6 板的稳定	(124)	参考文献	(167)
6.1 板的失稳现象	(125)		



绪 论

课前导读

▽ 内容提要

本章主要内容包括钢结构的失稳现象及稳定问题的分类、钢材的基本性能。本章的教学重点为稳定的概念和分类、钢材的残余应力。

▽ 能力要求

通过本章的学习,学生应了解钢结构的失稳现象及其危害,理解钢结构稳定问题的分类、特征,熟悉钢材的基本力学性能,以及冷弯和加工引起的强度变化和残余应力分布。

1.1 钢结构的失稳现象

1.1.1 钢结构的失稳破坏

与混凝土结构相比,钢结构具有强度高、自重轻、延性好等优点,在各类工程结构中均有广泛的应用。然而,钢结构的构件比较细长,组成构件的板件宽而薄,因而在荷载作用下容易失稳。钢结构工程事故的发生,多因失稳破坏。

1907年,加拿大圣劳伦斯河上的魁北克桥,在用悬臂法架设桥的中跨桥架时,由于悬臂的受压下弦失稳,导致桥架倒塌,9000 t 钢结构变成一堆废铁,桥上施工人员75人罹难。1987年1月18日,美国哈特福德市(Hartford City)一座平面尺寸为92 m×110 m的体育馆网架屋盖突然坍塌,其原因是网架杆件采用了4个等肢角钢组成的十字形截面,其抗扭刚度较差,加之压杆的支撑杆有偏心,不能起到预期的减少计算长度的作用,导致网架破坏。据统计,苏联1951—1977年期间所发生的59起重大钢结构事故中有17起是由于钢结构的整体或局部失稳造成的。如原古比雪夫列宁冶金厂锻压车间,在1957年末,7榀钢屋架因压杆提前屈曲,连同1200 m²屋盖突然塌落。20世纪80年代,在我国也发生了数起由钢构件失稳而导致事故。高层或大跨度钢结构在地震中因失稳而破坏也不乏其例。1985年9月19日,墨西哥城湖泊沉淀区发生8.1级强震。震后调查表明,位于墨西哥城中心区的Pino Suarez综合楼第4层有3根钢柱严重屈曲(失稳),横向X形支撑交叉点的连接板屈曲,纵向桁架梁腹杆屈曲破坏。1994年发生在美国的洛杉矶北岭地震、1995年发生在日本的阪神地震以及2008年发生在我国的汶川地震,均出现钢结构支撑的整体失稳和局部失稳破坏。

1.1.2 钢结构稳定问题的特点

钢结构稳定问题具有多样性、整体性、相关性等特点。

① 多样性:钢结构失稳,在形式上具有多样化特点。例如,变形可能会导致结构的某些部位由受拉状态转变为受压状态,进而导致构件或结构失稳;轴心受压构件的弯曲失稳是最常见的屈曲形式,但它并非唯一的失稳形式,它还有可能出现扭转失稳和既弯又扭等多种失稳形式;在桁架结构中,除了受压杆件外,连接杆件的节点板也存在失稳的可能;另外,桁架和柱子组成的框架也有可能失稳等。这些都是稳定问题多样化的表现。

② 整体性:结构是由各个杆件组成一个整体的,当一个杆件发生失稳变形后,它必然牵动和它刚性连接的其他杆件。因此,杆件的稳定性不能就某一根杆件去孤立地分析,而应当考虑其他杆件对它的约束作用。这种约束作用是要从结构的整体分析来确定的,这就是结构稳定的整体性特征。

③ 相关性:稳定的相关性是指不同失稳模式的耦合作用。例如,单轴对称的轴心受压构件,当在对称平面外失稳时,呈现既弯又扭的变形,它是弯曲和扭转的相关屈曲;对冷弯薄壁型钢构件、格构式压杆,常存在局部和整体稳定的相关性问题;对于存在缺陷的杆件而言,局部和整体稳定之间的相互影响更复杂;另外,组成钢构件的板件之间发生局部屈曲时的相互约束,有时也称为相关性。

因此,钢结构稳定的计算分析有如下几个特点:

① 稳定问题采用二阶分析。以未变形的结构来分析它的平衡,不考虑变形对作用效应的影响,称为一阶分析(first order analysis, FOA);针对已变形的结构来分析它的平衡,则称为二阶分析(second order analysis, SOA)。应力问题通常采用一阶分析,也称线性分析;稳定问题原则上均采用二阶分析,也称几何非线性分析。

② 不能应用叠加原理。应用叠加原理应满足两个条件：a. 材料符合胡克定律，即应力与应变成正比；b. 结构处于小变形状态，可用一阶分析进行计算。弹性稳定问题不满足第二个条件，即对二阶分析不能用叠加原理；非弹性稳定计算则两个条件均不满足。因此，叠加原理不适用于稳定问题。

③ 稳定问题不必区分静定结构和超静定结构。对应力问题，静定和超静定结构内力分析方法不同：静定结构的内力分析只用静力平衡条件即可；超静定结构内力分析则还需增加变形协调条件。在稳定计算中，无论何种结构都要针对变形后的位形进行分析。既然总要涉及变形，区分静定与超静定就失去意义。

1.2 钢结构稳定问题的分类

一个处于平衡状态的刚性球，可以有三种性质不同的平衡状态：稳定平衡、随遇平衡和不稳定平衡。如图 1-1(a)所示，用实线表示的球，在凹面中处于平衡状态，如果有一侧向力使球偏离平衡位置 B 点，到达图中虚线所示位置，当撤去侧向力，球体在重力作用下，经过振动仍恢复到原来的平衡位置 B 点，则这种平衡状态是稳定的。图 1-1(b)中，如果有侧向水平力使其偏离平衡位置 B 点，当除去水平力后，球体不再回到原来的 B 点，而是停留在新的点（图中虚线所示位置），这种推到何处就停在何处的状态称为随遇平衡。图 1-1(c)中的球体在凸面顶点 B 处于平衡状态，当有一侧向力使球体离开平衡位置 B 点，除去侧向力后，球体不仅不能恢复到 B 点，反而继续沿着凸面滚动，远离平衡位置，因此这种平衡状态是不稳定的。

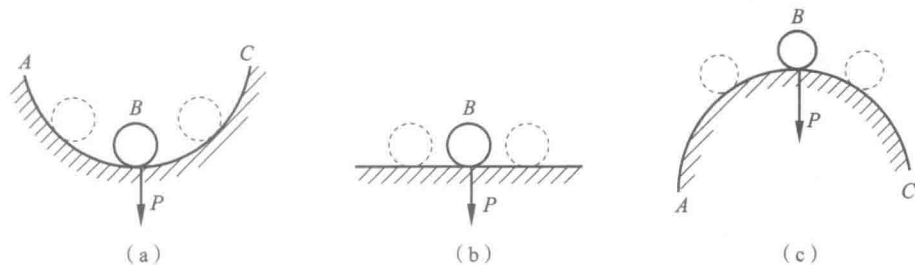


图 1-1 刚体的平衡状态

(a) 稳定平衡；(b) 随遇平衡；(c) 不稳定平衡

材料力学中，在讨论两端铰支、均质弹性材料的轴心受压杆件稳定问题时也遇到了上述类似的三种平衡状态：① 图 1-2(a)中，当轴向压力 P 的数值不大时，如有侧向力使杆件产生横向微弯曲，离开原有直线形状，当撤去侧向力后，杆件经振动仍可恢复到原直线形状，则称为稳定平衡状态。② 图 1-2(b)中，当压力 $P = P_{cr}$ 时，直杆仍可保持其直线形状，如果施加微小侧向力，则杆件发生微弯曲，当除去侧向力后，弯曲变形仍保持不变，杆件不能恢复到原来的直线形状，此时，杆件处于曲线形状的随遇平衡状态，称为临界状态， P_{cr} 称为临界力。③ 当 $P > P_{cr}$ 时，若有侧向力使杆件弯曲，则即使除去侧向力后，杆件在压力 P 作用下，弯曲变形继续增加，最终导致杆件破坏，称为不稳定平衡状态。

当然，用上述理想轴心压杆的情况来描述钢结构的失稳现象是不够的，钢结构的失稳现象就其性质而言，可以分为三类稳定问题。

1.2.1 平衡分岔失稳

理想的（即无缺陷的、笔直的）轴心受压杆件和理想的中面内受压平板的失稳（屈曲）都属于平衡分岔失稳，也称分支点失稳，或称第一类失稳。

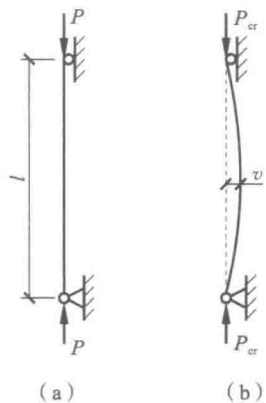


图 1-2 轴心压杆的平衡状态

(a) 稳定平衡状态 ($P < P_{cr}$)；(b) 临界状态

图 1-3(a) 为一理想轴心受压构件, 当轴向压力 $P < P_{cr}$ 时, 压杆沿轴向只被压缩 Δc , 杆始终处于直线平衡状态, 称为原始平衡状态。此时, 如果在其横向往施加微小干扰, 杆件会呈微弯曲状态而偏离原平衡位置, 但是撤去此干扰后, 压杆立即恢复到原直线平衡状态。可见, 原始平衡状态具有唯一的平衡形式。

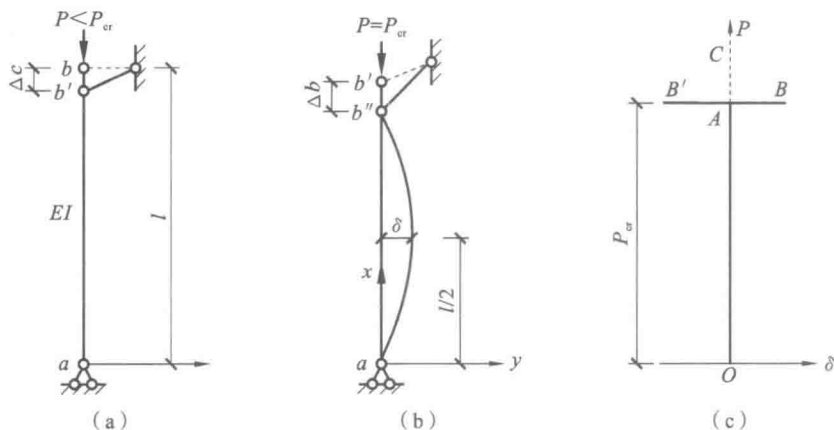


图 1-3 理想轴心受压构件

(a) 原始平衡; (b) 临界平衡; (c) $P-\delta$ 曲线

当 $P = P_{cr}$ 时, 压杆会突然弯曲, 该现象称为丧失稳定, 或称为屈曲。如图 1-3(b) 所示, 构件由原来挺直的平衡状态转变到微弯曲的平衡状态。从图 1-3(c) 所示的荷载 (P)-位移 (δ) 曲线中可以看出, 当荷载到达 A 点后, 杆件可能有两个平衡路径, 即直线 AC 和水平线 AB (AB'), A 点称为两个平衡路径的分支点, 或分岔点。由于在同一个荷载点出现了平衡分岔现象, 所以将此种失稳现象称为分岔点失稳。

分岔点失稳又可以分为稳定分岔点失稳和不稳定分岔点失稳两种。

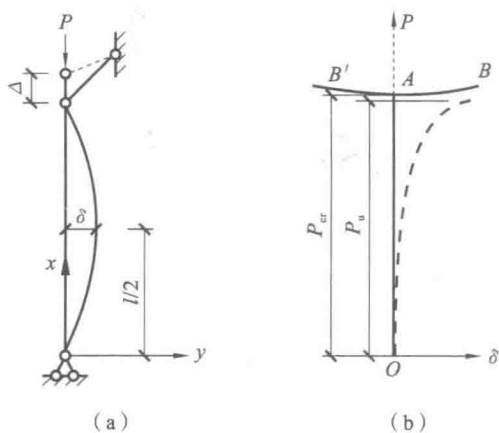


图 1-4 大挠度弹性理论分析的荷载-位移关系

(a) 轴心受压构件; (b) $P-\delta$ 曲线

(1) 稳定分岔点失稳

图 1-3(c) 所示荷载-位移曲线是根据小挠度理论分析得到的, 如按大挠度理论分析, 轴心受压构件屈曲后, 荷载随横向位移加大而略有增加, 但横向位移的增长速度远大于轴向力的提高速度, 如图 1-4(b) 所示。轴心压杆屈曲后, 荷载-位移曲线是 AB 或 AB' , 这种平衡状态是稳定的, 属于稳定分支点失稳。由于压杆因弯曲变形而产生弯矩, 在压力和弯矩的共同作用下, 杆件最大弯矩作用截面边缘纤维先屈服, 随着塑性发展, 压杆很快就达到承载能力极限状态, 即极限荷载 P_u 与屈曲荷载 P_{cr} 相差很小, 因此, 轴心受压构件屈曲后强度并不能被利用。

对图 1-5(a) 所示四边有支撑的薄板, 当中面均匀压力 P 达到屈曲荷载 P_{cr} 后, 板发生凸曲, 同时在板中面产生横向薄膜拉应力, 牵制了板的变形, 使板屈曲后仍能承受较大的荷载增量, 屈曲后板仍处于稳定平衡状态, 该板的失稳属于稳定分岔点失稳。薄板屈曲后荷载-位移曲线如图 1-5(b) 中的 AB 或 AB' 所示, 由于薄板的极限荷载 P_u 远超过屈曲荷载 P_{cr} , 所以可以利用板屈曲后的强度。

(2) 不稳定分岔点失稳

如果结构或构件发生分支点失稳后, 只能在远低于临界荷载低的条件下维持平衡状态, 则称此类失稳为不稳定分岔点失稳。图 1-6(a) 所示承受均匀压力的圆柱壳的失稳就是不稳定分岔点失稳, 荷载-位移曲线如图 1-6(b) 中的 AB 或 AB' 所示。

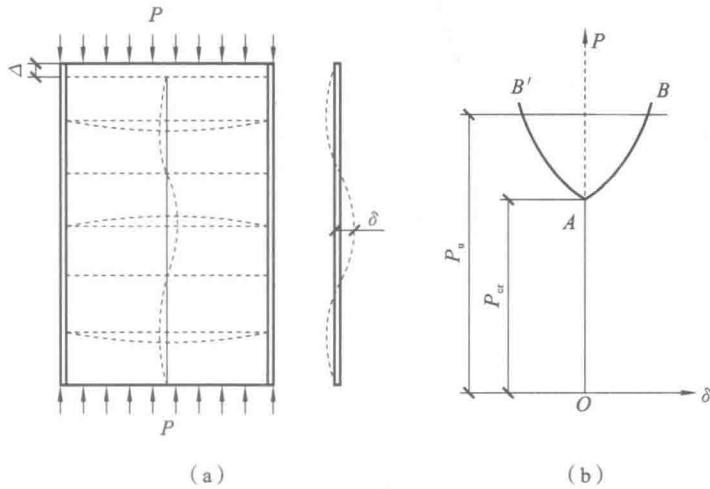


图 1-5 中面均匀受压的四边支承薄板的荷载-位移关系

(a) 中面均匀受压的四边支承薄板; (b) P - δ 曲线

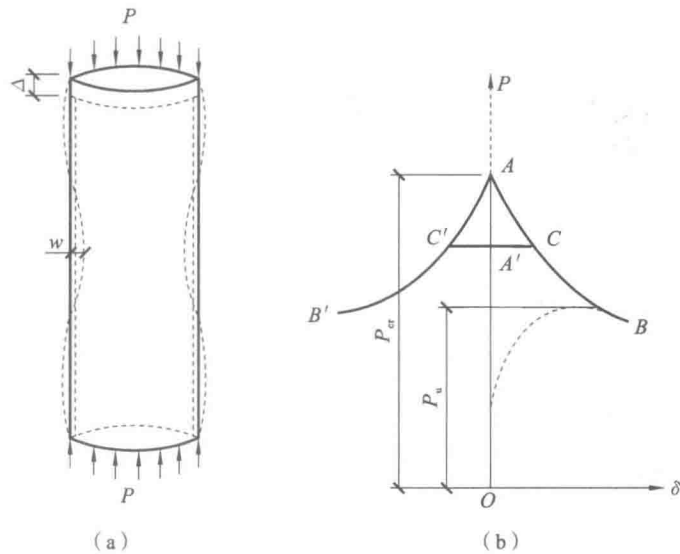


图 1-6 不稳定分支点失稳

(a) 均匀受压圆柱壳; (b) 荷载-位移曲线

1.2.2 极值点失稳

图 1-7(a) 所示偏心受压构件, 作用力 P 的偏心距为 e , 其失稳过程的荷载 (P)- 挠度 (v) 曲线见图 1-7(b)。随着压力 P 的增加, 偏心压杆的挠度 v 也随之增长, 形成曲线的上升段 OA , 压弯构件处于稳定平衡状态; 但是到达曲线的最高点 A 时, 构件的抵抗力开始小于外力作用, 即 A 点为压弯构件承载力的极限点, 表示压弯构件开始丧失整体稳定, P_0 为偏心压杆的最大承载力, 也称为偏心压杆的极限荷载或压溃荷载; A 点之后出现了曲线的下降段 AB , 为了维持构件的平衡状态, 必须不断降低端部压力 P , 构件处于不稳定平衡状态。从压弯构件的失稳过程可知, 其荷载-挠度曲线只有极值点, 没有出现由直线平衡状态向弯曲平衡状态过渡的分岔点, 构件弯曲变形的性质始终不变, 这种失稳称为极值点失稳, 也称为第二类失稳。

实际的轴心受压构件因为都存在初始弯曲和荷载的作用点稍稍偏离构件轴线的初始偏心, 因此其荷载-挠度曲线呈现图 1-4(b) 中虚线所示的极值点失稳现象; 与极值点对应的荷载 P_0 才是实际的轴心受压构件的极限荷载。极值点失稳的现象是十分普遍的, 如双向受弯构件和双向弯曲压弯构件发生弹塑性弯扭失稳都属于极值点失稳。

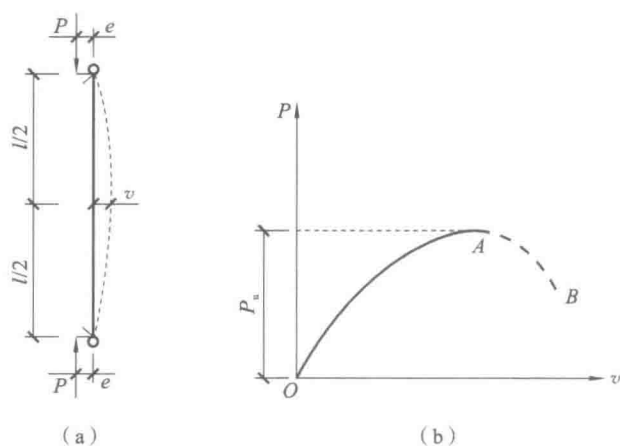


图 1-7 极值点失稳

(a) 偏心受压构件; (b) 荷载(\$P\$)-挠度(\$v\$)曲线

1.2.3 跃越失稳

如图 1-8(a)所示的两端铰接较平坦的拱结构,在均布荷载 q 的作用下,其荷载-挠度曲线也有稳定的上升段 OA ,但是到达曲线的最高点 A 时会突然跳跃到一个非邻近的具有很大变形的 C 点,拱结构顷刻下垂。在荷载-挠度曲线上,虚线 AB 是不稳定的, BC 段虽然是稳定的且一直是上升的,但是因为结构已经破坏,故不能被利用。与 A 点对应的荷载 q_{cr} 是坦拱的临界荷载。这种失稳现象称为跃越失稳,它既无平衡分岔点,又无极值点,但和不稳定分岔失稳亦有某些相似的现象,都在丧失稳定平衡之后又跳跃到另一个稳定平衡状态。扁壳和扁平的网壳结构也可能发生跃越失稳。图 1-8(b)是发生局部凹陷的网壳结构的点状跃越失稳,而图 1-8(c)是整体跃越失稳。带有缓坡的有侧移大跨度门式刚架,当刚架横梁的刚度很弱而侧移刚度却较强时,有可能发生图 1-8(d)所示的跃越失稳。横梁的初始倾角即横梁的坡度对这类结构的变形影响很大,类似于有缺陷的不稳定分岔失稳,缺陷对这类结构的影响也很大。

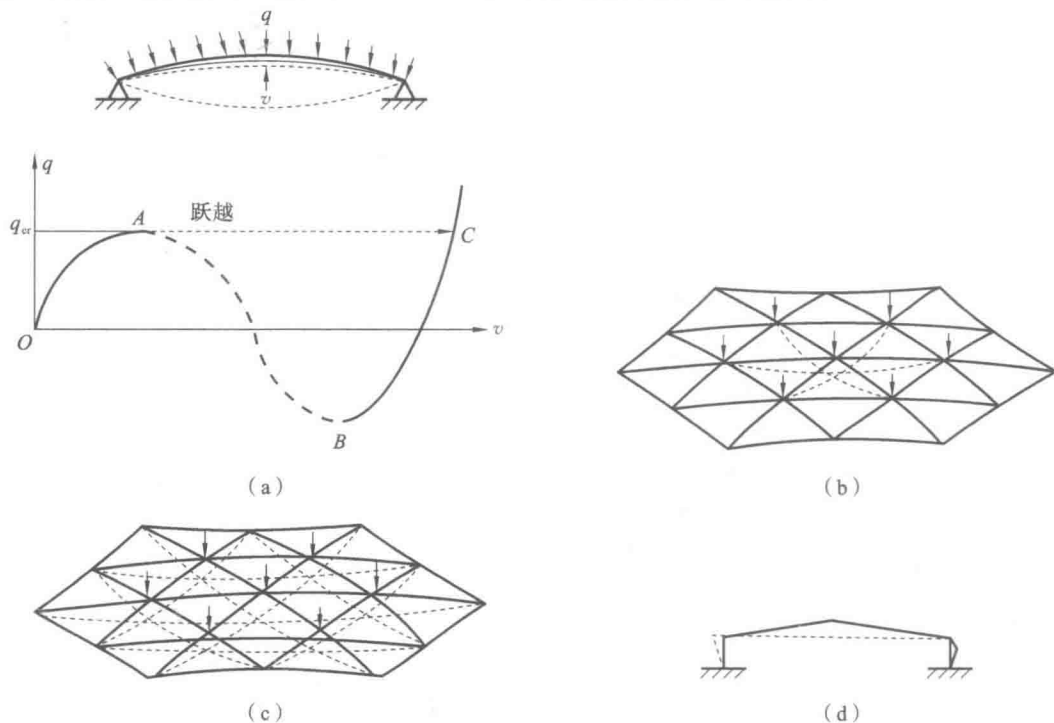


图 1-8 跃越失稳

区分结构失稳类型的性质十分重要,否则不可能正确估量结构的稳定承载力。对于具有平衡分岔失稳现象的结构,如前所述,理论上屈曲荷载分为三种情况:第一种比较接近实际的极限荷载,第二种大于实际的极限荷载,第三种远小于实际的极限荷载。只有大挠度理论才能揭示具有平衡分岔失稳的结构屈曲后的性能,然而用大挠度理论分析实际结构的计算过程十分复杂。

1.3 钢材的性能

1.3.1 钢材的拉伸性能

我国钢结构主要采用碳素结构钢和低合金高强度结构钢两种钢材。碳素结构钢常用的钢号为 Q235A、Q235B、Q235C 和 Q235D,其屈服强度的标准值为 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$,其机械性能应符合《碳素结构钢》(GB/T 700—2006)。低合金高强度结构钢 Q345,其屈服强度的标准值为 $f_y = 345 \text{ N/mm}^2$,其机械性能应符合《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—2008)。上述钢材拉伸图的应力-应变曲线可以划分为图1-9(a)所示的四个阶段,它们与钢结构的稳定性能有直接关系。这四个阶段是 I 弹性阶段、II 弹塑性阶段、III 塑性阶段和 IV 强化阶段。

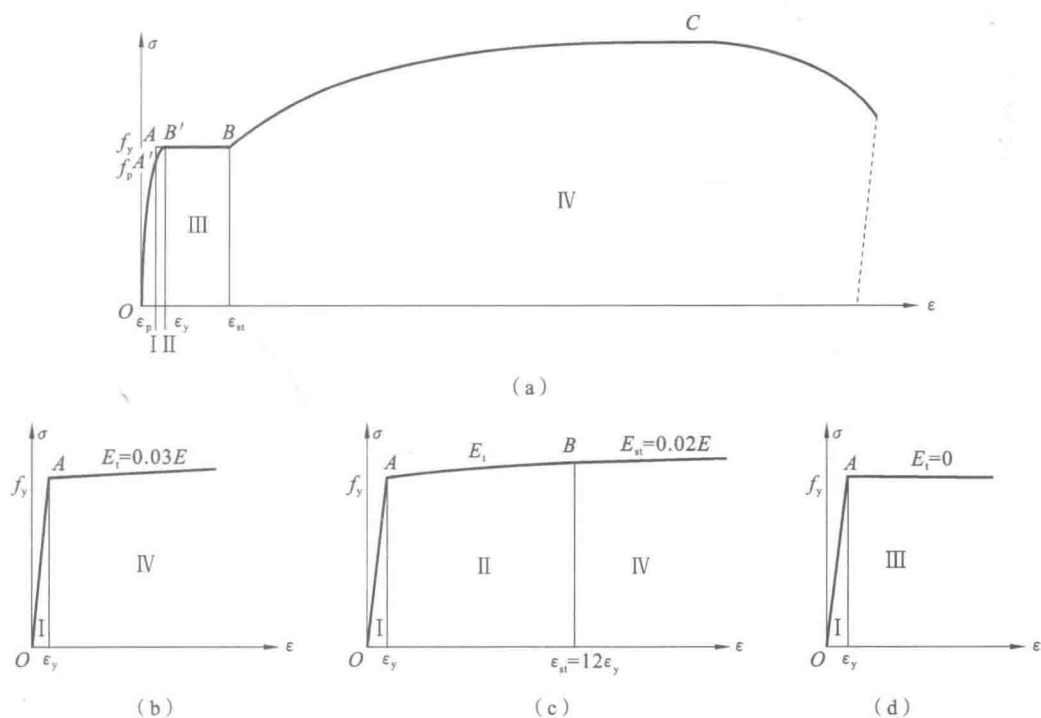


图 1-9 Q235 钢的应力-应变曲线

试验资料表明,在静力作用下钢材的拉伸和压缩性能基本相同,钢结构稳定计算是以钢材拉伸试验给出的有关数据为依据的。下面以 Q235 钢为例说明与钢结构稳定分析有关的机械性能。

在图 1-9(a)中, OA' 段为弹性阶段。在弹性极限之前,应力和应变成比例变化直至比例极限 f_p 。Q235 钢的 f_p 约为 190 N/mm^2 ,此时应变 ϵ_p 约为 0.1% ,弹性模量 $E = (200 \sim 206) \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 。 $A'B'$ 段为弹塑性阶段,在弹塑性阶段,应力与应变呈非线性关系,直至钢材屈服,与屈服强度 f_y 对应的屈服应变 ϵ_y 约为 0.15% ,Q235 钢屈服强度的标准值为 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ 。后文中符号 σ_y 则泛指钢材的屈服强度,而 f_y 是国家标准规定的屈服强度的标准值。在《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)中,与 f_y 对应的强度设计值已

计及材料分项系数,用符号 f 表示。在弹塑性阶段,应力与应变呈非线性关系,这时曲线上任一点的变形模量为切线模量 $E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$,可根据钢材拉伸试验给出的应力-应变曲线确定。也可参考 A. Ylinen 建议的切线模量计算公式[式(1-1a)]或 F. Bleich 建议的近似公式[式(1-1b)]确定:

$$E_t = (\sigma_y - \sigma)E / (\sigma_y - \alpha\sigma) \quad (1-1a)$$

$$E_t = \sigma(\sigma_y - \sigma)E / [\sigma_p(\sigma_y - \sigma_p)] \quad (1-1b)$$

式中, α 是根据不同建筑材料试验资料概括的系数。对于有明显屈服点的钢材, α 为 0.96~0.99, 当 $\alpha=1.0$ 时, $E_t=E$, 对于碳素结构钢 Q235 和低合金结构 16 锰钢, 可取 $\alpha=0.96$ 。F. Bleich 建议在比例极限和屈服强度之间用二次抛物线过渡, 但由此得到的切线模量值偏小。对于分岔屈曲失稳的完善的构件, 当其屈曲应力超过比例极限时, 其屈曲荷载与钢材的切线模量有关, E_t 的取值不同将影响屈曲荷载的理论值。图 1-9(a) 中的 $B'B$ 段为塑性阶段, 在 $\varepsilon=0.15\% \sim 2.5\%$ 的范围内应力的增加很微小, 表现出钢材有明显的屈服台阶。从 B 点开始直至 C 点为强化阶段, 而后试件颈缩直至拉断。拉断时延伸率可达 20%~26%, 在曲线的最高点 C 给出了钢材的抗拉强度 σ 。Q235 钢抗拉强度的标准值 $f_y=375 \sim 400 \text{ N/mm}^2$, 在强化开始阶段强化模量 E_t 为弹性模量 E 的 0.02~0.03 倍。

为了进行弹塑性稳定的理论分析, 根据钢材应力-应变曲线的特点, 结合钢结构构件的试验研究成果, 可将应力-应变关系简化为图 1-9(b)~(d) 所示的三种模式。在弹塑性阶段 $A'B'$, 应力的变动范围不大, 但切线模量的变动较大, 它对理想构件的分岔屈曲应力超过比例极限后的弹塑性屈曲荷载的影响较大, 但是对于存在缺陷的实际构件, 切线模量的变动对构件极限荷载的影响不大。因此在计算实际构件的极限荷载时, 常常可以将钢材的应力-应变关系简化为在屈服强度以下呈直线的应力-应变关系, 此时 ε_y 的计算值为 0.00114。达到屈服强度以后应力-应变关系有以下三种模式: 第一种模式, 如图 1-9(b) 所示, 是建立在钢材连续屈服理论的基础上的, 认为钢材的应力达到屈服强度后, 会连续出现滑移面, 应变由 ε_y 达到钢材的强化应变 ε_{st} , 而材料呈现出弹塑性性质, 变形模量 $E_t=0.03E$ 。第二种模式, 如图 1-9(c) 所示, 是建立在钢材非连续屈服理论基础上的, 认为钢材的应力达到屈服强度后, 一部分开始滑移, 应变由 ε_y 跳跃到 ε_{st} , 另一部分没有滑移的材料, 应变仍停留在 ε_y , 其变形模量仍为 E , 这样整体的平均应变在 ε_y 和 ε_{st} 之间, 而 ε_{st} 可取 $12\varepsilon_y$ 。在 E 和 E_{st} 之间的切线模量 E_t 可由下式确定:

$$E_t = \frac{11E}{11 + 49(\varepsilon/\varepsilon_y - 1)} \quad (1-2)$$

当 $\varepsilon \geq \varepsilon_{st}$ 时, 可取 $E_{st}=0.02E$ 。第三种模式, 如图 1-9(d) 所示, 是由两条直线组成的应力-应变关系, 把钢材看作理想的弹塑性体, 当 $\varepsilon < \varepsilon_y$ 时, 取弹性模量 E ; 当 $\varepsilon > \varepsilon_y$ 时, 取切线模量 $E_t=0$ 。当考虑构件内的残余应力计算构件的分岔屈曲荷载, 以及计算具有极值点失稳构件的极限荷载时, 采用以上三种不同模式的应力-应变关系, 所得计算结果的差别甚小, 而第三种模式计算比较简便, 所以应用最为广泛, 但是这种模式不能解释塑性设计的刚架何以在出现塑性铰后翼缘不致屈曲。而图 1-9(c) 所示应力-应变关系则表明, 材料在屈服后仍具有一定的变形模量, 符合构件在形成塑性铰的过程中不致发生板件因屈服而产生屈曲的实际情况。

在弹性阶段, 钢材的剪变模量 $G=E/[2(1+\nu)]$, 泊松比 $\nu=0.3$, 这样 $G=(77 \sim 79) \times 10^3 \text{ N/mm}^2$; 在 τ_p 和 τ_y 之间的剪变模量 G 值不变, 钢材屈服后, 剪变模量为 G 的 1/4~1/3, 计算时可取 $G_t=G/4$ 。 G_t 的变化对构件的弹塑性性能影响很小。在强化阶段, G_{st} 可按式确定:

$$G_{st} = \frac{2G}{1 + E/[4E_{st}(1+\nu)]} \quad (1-3)$$

钢材屈服以后, 根据材料不可压缩的条件, 泊松比 ν_p 应取 0.5, 此为塑性泊松比。

上面列举的钢材性能是试件的一次拉伸试验曲线给出的。但是经过冷加工的钢材则有所不同, 由于被冷加工的部分经受了塑性变形, 材料经历了冷加工硬化, 屈服强度和抗拉强度都有所提高, 而延伸率则有所降低。屈服强度的提高一般不予考虑, 但是当提高的幅度很大时, 也可以加以利用。例如冷弯薄壁型钢一般是由 6 mm 以下的薄板经冷加工成型的, 在棱角处屈服强度可提高 50% 左右, 抗拉强度可提高 30% 左右, 而在平板部分也略有提高。图 1-10(a) 是带卷边的 Π 形冷弯型钢截面, 其屈服强度和抗拉强度的实测数据见图 1-10(b), 图中实线表示半个截面展开后各部分屈服强度的变化曲线, 而虚线表示抗拉强度的变化曲